



UTILIZAÇÃO DO PROGRAMA EC8spec NA AVALIAÇÃO E REFORÇO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DO ALGARVE

JOÃO M.C. ESTÊVÃO

Prof. Adjunto
DEC-ISE/UAlg
Faro-Portugal

SUMÁRIO

A legislação nacional sobre reabilitação urbana (Decreto-Lei n.º 53/2014) refere somente a obrigação de não diminuir a segurança sísmica inicial, quando são efetuadas intervenções em edifícios existentes. A demonstração de que uma determinada alteração num edifício não reduz a segurança sísmica global, mesmo que a intervenção envolva o reforço de alguns elementos estruturais, pode ser um desafio para os projetistas, tendo em conta os meios de cálculo automático que são mais usuais. Como existem diversas abordagens possíveis ao problema, neste trabalho é apresentado um programa informático destinado a apoiar projetistas que tenham que realizar a avaliação da segurança sísmica de estruturas existentes, ou de avaliar a eficácia de um conjunto de medidas de reforço estrutural na segurança sísmica global do edifício. É apresentado o resultado da aplicação do programa EC8spec a um caso de estudo referente ao Algarve, para ilustrar as suas potencialidades.

ABSTRACT

The national laws about urban rehabilitation (Decreto-Lei n.º 53/2014), only establish that the initial seismic safety should not be reduced when a building intervention takes place. To prove that an intervention in the building structure do not reduce the global safety, even when some structural elements are retrofitted, can be a challenge for structural designers considering the usual computer programs for structural analysis. As there are many approaches to the problem, a software is presented in this work to support seismic safety assessment of existent structures, or the assessment of a set of retrofit measures in the global structural safety. The result of using EC8spec program in a case study referring to Algarve is presented to illustrate its capabilities.

PALAVRAS-CHAVE: EC8spec, Avaliação e reforço, Análise pushover, Algarve.

1. INTRODUÇÃO

Na NP EN 1998-1:2010 (EC8-1) [1] o Algarve é a região de Portugal Continental que apresenta a maior perigosidade sísmica. Por esse motivo, o reforço sísmico de edifícios ganha uma especial importância. Contudo, a regulamentação mais recente sobre a reabilitação urbana, designadamente o Decreto-Lei n.º 53/2014 de 8 de abril, estabelece somente a obrigatoriedade de manter o nível de segurança sísmica inicial em edifícios existentes que sejam intervencionados. É da responsabilidade do projetista enumerar todas as normas de segurança sísmica em vigor que não são observadas no edifício, e fazer prova que se mantém o nível de segurança prévio à operação de reabilitação. Nas sociedades modernas e desenvolvidas, as populações esperam que as construções que habitam lhes proporcionem um nível de segurança adequado em caso de ocorrência de um sismo, pelo que uma legislação que não promova a redução do risco sísmico das populações é, obviamente, passível de crítica. Contudo, estando esta legislação em vigor, surge uma outra questão importante: qual é o procedimento mais adequado para a avaliação e reforço de estruturas de edifícios existentes, que efetivamente garanta aos projetistas que as obras de reabilitação urbana realizadas realmente não aumentam o risco sísmico?

A generalidade da formação de um Engenheiro Civil incide sobre a construção nova, pelo que a maioria dos projetistas pode não possuir o conhecimento adequado que lhes permita realizar avaliações rigorosas da segurança sísmica de construções existentes, e não existem indicações oficiais sobre os procedimentos a adotar. Se a passagem da NP EN 1998-1:2010 para regulamento já tarda há muito em acontecer (e é uma necessidade urgente para o Algarve, para que seja obrigatória a aplicação das regras de cálculo pela capacidade real ao projeto de novas estruturas), a criação e publicação do anexo nacional à EN 1998-3:2005 (EC8-3) [2] só está prevista vir a acontecer numa última fase do processo de publicação das respetivas Normas Portuguesas [3], porque, mais uma vez, se privilegia a construção nova em detrimento da existente, o que parece refletir a menor importância dada à mitigação do risco sísmico do território nacional.

O Algarve apresenta grande diversidade nas tipologias construtivas dos edifícios existentes, que dependem da época de construção, da sua localização geográfica (litoral ou interior), e até mesmo das condições económicas das famílias que promoveram as construções (essencialmente em relação às construções tradicionais em alvenaria).

Os edifícios de alvenaria são, provavelmente, as construções mais vulneráveis, e também são, porventura, as mais difíceis de avaliar com rigor, em face da complexidade da sua resposta não linear. Este grupo de edifícios, que exteriormente podem aparentar ser semelhantes, na realidade podem ter sismo-resistências muito distintas em face das grandes diferenças existentes nos materiais que constituem as paredes de alvenaria. Depois de removido o reboco desses edifícios algarvios, tanto é possível encontrar uma construção em taipa [4], como uma construção em alvenaria de pedra. Neste último caso, tanto poderemos ter paredes com pedra calcária de muito elevada resistência, e com pedras possuindo alguma regularidade (com influência no comportamento resistente da parede [5]), ou paredes em alvenaria de xisto, como poderemos ter paredes constituídas por tufos calcários de muito fraca resistência (Fig. 1).

Em relação aos edifícios com estrutura de betão armado, também temos grande diversidade de vulnerabilidades, em função da época de construção, da qualidade do projeto e da execução, e das características de regularidade do edifício. A generalidade dos edifícios é analisada sem a inclusão das paredes de alvenaria de enchimento. Contudo, a existência destas paredes afeta a resposta estrutural do edifício, pelo que é importante encontrar formas de incluir estes elementos não estruturais nos modelos, de modo a possibilitar uma melhor avaliação dos seus efeitos negativos [6-8]. De entre os casos mais vulneráveis devido à existência de distribuições irregulares dos painéis de alvenaria de enchimento, é importante

destacar a existência de pisos térreos vazados e de pilares curtos, que podem afetar significativamente a distribuição de esforços nos pilares de betão armado [7].



Figura 1: Exemplos de paredes de alvenaria de edifícios existentes no Algarve.

As instituições de ensino superior também têm um papel importante na mitigação do risco sísmico, ainda que seja indireto e relacionado com a formação dos técnicos que intervêm nos projetos de reforço sísmico, designadamente procurando alterar a estrutura curricular das formações ministradas na área da Engenharia Civil (essencialmente pós-graduadas, atendendo à complexidade técnica envolvida), aumentando o enfoque na reabilitação sísmica.

Foi neste contexto que foi desenvolvido o programa designado por EC8spec, para apoio dos alunos da unidade curricular de Avaliação e Reforço de Estruturas do Mestrado em Engenharia Civil ministrado na Universidade do Algarve.

2. AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA SÍSMICA

Existem diversas abordagens possíveis para o problema da avaliação da segurança sísmica das construções. Atendendo aos constrangimentos económicos que afetam Portugal, provavelmente será importante canalizar os limitados recursos existentes para os casos mais críticos.

Em termos gerais, é possível afirmar que os métodos de avaliação da segurança sísmica de edifícios que estão previstos no EC8-3 são, essencialmente, dependentes da vulnerabilidade sísmica dessas construções. Só indiretamente é que se está a ter em conta com o real risco sísmico dessa construção, pois as reais características do terreno de fundação não são consideradas diretamente (só indiretamente, na classificação do tipo de terreno), designadamente a profundidade do substrato rochoso, o contraste de impedância entre as diversas camadas de solo e também em relação ao substrato rochoso, a velocidade de propagação das ondas S das diversas camadas de solo e as respetivas características de amortecimento das vibrações sísmicas, que podem ter uma grande influência na resposta sísmica dos edifícios [9]. Assim, uma estrutura pode ser vulnerável mas pode apresentar um baixo risco sísmico, atendendo às características dinâmicas do terreno de fundação. Da mesma forma, uma estrutura pode apresentar uma baixa vulnerabilidade mas apresentar um maior risco sísmico. Em teoria, a avaliação da segurança sísmica de uma estrutura deveria ter em conta o seu risco sísmico real, mas tal poderá ser impraticável em termos práticos.

2.1. Avaliação da segurança baseada no risco sísmico

Numa avaliação da segurança sísmica baseada no valor de risco sísmico, o que é necessário fazer é comparar a probabilidade de excedência, de um determinado estado limite, com um determinado valor de referência. No contexto do EC8-1 poderá ser um estado limite último (associado ao requisito de não ocorrência de colapso) ou um estado de limitação de danos. Assim, em teoria uma estrutura necessita de ser reforçada se as probabilidades de excedência ultrapassarem determinados valores limites, previamente estabelecidos.

Se atendêssemos ao estipulado no Decreto-Lei n.º 53/2014, só é possível assegurar que a segurança sísmica inicial é mantida quando não existe um aumento da probabilidade de excedência dos diversos estados limites.

Em termos matemáticos, a probabilidade de excedência de um estado limite S pode ser escrita como [10]:

$$P_r[S] = \int_0^{\infty} P[D \geq ds_i | y] \cdot f_{Y(y)} dy, \quad (1)$$

em que $f_{Y(y)}$ é a densidade de probabilidade do movimento do solo Y , obtida de um estudo probabilístico da perigosidade sísmica do local de implantação do edifício (já com a inclusão dos efeitos geológicos locais), e $P[D \geq ds_i | y]$ é a fragilidade estrutural, que pode ser definida como sendo a probabilidade do grau de dano (D) exceder um determinado estado limite (ds_i), para um determinado valor de movimento sísmico do solo (y).

A fragilidade estrutural pode ser obtida a partir de expressões numéricas [11, 12] ou a partir da aplicação do método de Monte Carlo [10, 13, 14], por exemplo.

Este tipo de abordagem possibilita a avaliação do comportamento das estruturas em termos de avaliação de danos (estruturais e não estruturais), custos de reparação, estatísticas de colapsos e de perdas de vidas humanas [15].

Muito embora esta seja a abordagem mais rigorosa ao problema (e porventura a mais desejável), contudo ainda é de difícil implementação no contexto do projeto corrente de estruturas.

2.2. Avaliação da segurança baseada na vulnerabilidade sísmica

A avaliação da segurança sísmica baseada, unicamente, na vulnerabilidade sísmica de um edifício não é a mais desejável, porque dois edifícios de igual vulnerabilidade podem apresentar comportamentos sísmicos muito diferentes, em virtude das características das vibrações sísmicas a que estes são sujeitos, serem muito influenciadas pelas características dos terrenos de fundação e pela localização do edifício em relação às fontes sísmicas [9]. Isto é mais evidente quando se utilizam as ações regulamentares como sendo a base para a avaliação da segurança sísmica de um determinado edifício, pois nem todos os terrenos de fundação pertencentes à mesma tipologia apresentam o mesmo nível de amplificação (nem esta ocorre na mesma gama de frequências), e nem todos os locais da mesma zona sísmica regulamentar apresentam a mesma perigosidade sísmica (ainda que estejam localizados no mesmo município), principalmente em relação aos sismos que podem vir a ocorrer em fontes sísmicas próximas.

O EC8-3 estabelece um conjunto de procedimentos destinados à avaliação das necessidades de reforço sísmico, que são adaptações dos estabelecidos no EC8-1, e estão indiretamente associados à avaliação da vulnerabilidade sísmica desses edifícios (muito embora o EC8-3 saliente que não é intenção desse documento a sua utilização em estudos de vulnerabilidade sísmica de grupos alargados de edifícios).

Existe uma multiplicidade de métodos previstos no EC8-3, que podem ser divididos em dois grupos principais: métodos de análise linear e métodos de análise não linear.

No contexto do EC8-3, as análises sísmicas lineares poderão ser por forças laterais (estáticas) ou modais por espectros de resposta (dinâmicas). Contudo, as análises estáticas por forças laterais são restringidas em muitos dos casos.

A utilização de métodos de análise não linear de estruturas é mais complexa do que a utilização dos métodos de análise linear, e o EC8-3 restringe a sua utilização em função do nível de conhecimento (*KL*) da estrutura (o nível *KL1* só permite a realização de análises lineares, estando portanto limitadas as análises não lineares aos níveis *KL2* e *KL3*).

Por outro lado, a obtenção dos valores de resistência (e o seu comportamento histerético) dos materiais efetivamente colocados em obra (que foram sujeitos a diferentes processos de envelhecimento e degradação ao longo do tempo), e que constituem a estrutura existente a avaliar, não é uma tarefa fácil. Além disso, o EC8-3 prevê um fator de confiança (*CF*) que altera os valores das características mecânicas dos materiais, por exemplo obtidos de ensaios *in-situ*, e que depende unicamente do *KL* da estrutura. No entanto, existem estudos que apontam para que tal não seja verdade, e que o *CF* dependa principalmente do tipo de método de análise e da tipologia estrutural (dimensão, regularidade, material de construção, tipo de sistema estrutural, etc) do edifício [16].

No contexto das análises não lineares, estas podem ser divididas em análises estáticas ("pushover") e dinâmicas.

Em teoria, os resultados das análises dinâmicas não lineares serão mais exatos. Contudo, eles são muito dependentes das características de amortecimento estipuladas para estrutura (que são difíceis de avaliar com rigor), das relações constitutivas consideradas, incluindo o comportamento histerético dos materiais, da abordagem numérica adotada para a resolução do sistema de equações de equilíbrio dinâmico ao longo do tempo, e do conjunto de acelerogramas escolhidos como sendo representativos da perigosidade sísmica de um determinado local (cuja média dos respetivos espectros de resposta deverá estar ajustada aos espectros de resposta regulamentares).

As análises estáticas não lineares ("pushover") são bastante mais simples de realizar do que as dinâmicas, ainda que possa existir uma perda de rigor nos resultados obtidos, tanto mais que a generalidade desses métodos de análise só têm em conta a resposta da estrutura no primeiro modo de vibração. Contudo existem diversas propostas de métodos de avaliação de estruturas existentes que têm como base as análises estáticas não lineares [17-19].

As análises estáticas não lineares previstas no EC8-3 requerem, primeiramente, a determinação da curva de capacidade da estrutura para dois tipos de distribuições de forças incrementais:

- um padrão "uniforme", que é proporcional às massas de cada piso (e independente da altura a que as massas se encontram);
- um padrão "modal", que pode ser primeiramente obtido de uma análise modal (linear).

O rigor com que as curvas de capacidade são determinadas depende muito do tipo de algoritmo usado na sua determinação, existindo diversas estratégias para atingir esse objetivo, designadamente com diferentes taxas de convergência e capacidade para ultrapassar os pontos-limite (onde a força atinge o máximo valor) das curvas de capacidade [20].

Os tipos de métodos aqui descritos sumariamente, tanto podem ser utilizados de uma forma determinística, como de uma forma probabilística, designadamente recorrendo a curvas de fragilidade [21].

3. UTILIZAÇÃO PRÁTICA DO PROGRAMA EC8spec

Face à multiplicidade de métodos de avaliação existentes, e tendo em conta as vantagens e inconvenientes de cada um deles, e os condicionalismos práticos da sua utilização, os projetistas têm dificuldades em escolherem uma abordagem que seja

realizável no enquadramento do exercício corrente da profissão (muito diferente da investigação). O mais vulgar é usarem para o efeito os métodos de análise linear, com os quais estão mais familiarizados, por serem mais correntemente usados na atividade de projeto de estruturas de construções novas.

O programa EC8spec surgiu, neste contexto, como forma de dar uma resposta aos alunos de Engenharia Civil da Universidade do Algarve, e é baseado nos métodos determinísticos propostos no EC8.

Inicialmente foi implementada no EC8spec uma simples base de dados referentes às ações sísmicas estabelecidas na NP EN 1998-1:2010, para todos os municípios de Portugal (para os sismos tipo 1 e 2, e todos os tipos de terrenos de fundação, sistemas estruturais e classes de importância).

O programa possui uma interface de introdução de dados e de apresentação de resultados interativa e muito intuitiva (Figura 2), pretendendo que tenha uma forte componente pedagógica.

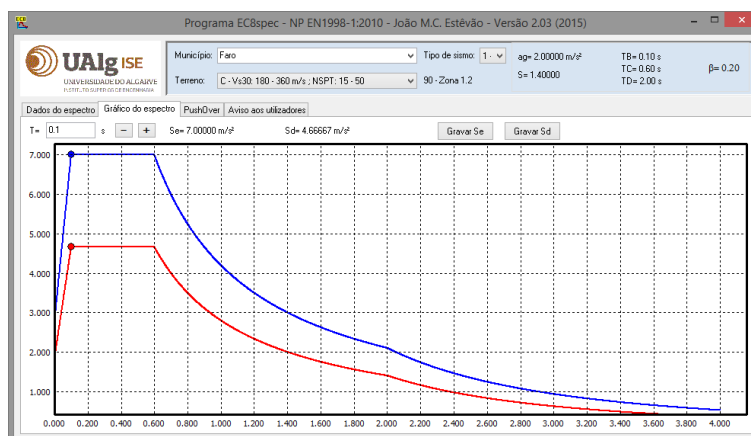


Figura 2: Visão global do programa EC8spec apresentando um espectro de resposta elástica da NP EN 1998-1:2010.

Depois de escolhidas as características da ação, é necessário introduzir a curva de capacidade (podendo tal ser feito a partir de um ficheiro), que pode ser obtida com um qualquer programa que realize análises "pushover", como sejam o programa FIBERBLOC2D [8, 20], ou o conhecido SeismoStruct [22], por exemplo.

Em seguida o programa determina o ponto de desempenho da estrutura, com base no método N2 [23-25] que está apresentado no anexo B do EC8-1.

Para tal, em primeiro lugar é determinada a massa no sistema equivalente (m_{eq}) com um só grau de liberdade, e o respetivo coeficiente de transformação (Γ):

$$m_{eq} = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i, \quad (2)$$

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i^2}, \quad (3)$$

em que m_i corresponde à massa no grau de liberdade i , e ϕ_i é a configuração adotada para esse grau de liberdade (a "uniforme", com $\phi_i=1$, ou a "modal", com $\phi_{i,max}=1$).

Os deslocamentos (d) e as forças (F) no sistema dinâmico equivalente correspondem a

$$d^* = \frac{d_n}{\Gamma}, \quad (4)$$

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma}, \quad (5)$$

em que d_n é o deslocamento no nó de controlo (normalmente o nível da cobertura), e F_b é a força de corte na base da estrutura.

Admitindo que o sistema equivalente de um grau de liberdade apresenta uma relação elástica-perfeitamente plástica entre as forças e os deslocamentos (Figura 3), então teremos que

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right). \quad (6)$$

O valor de E_m^* corresponde à área abaixo da curva de capacidade definida no formato F^*-d^* (Figura 3). Como se trata de um conjunto finito de pontos, essa área pode ser obtida a partir da soma de um conjunto de trapézios.

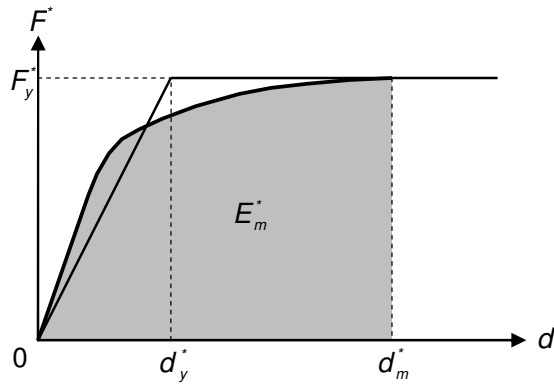


Figura 3: Relação idealizada força/deslocamento elástica-perfeitamente plástica.

Em seguida o programa determina o espectro de resposta inelástico no formato acelerações espectrais (S_{ay}) versus deslocamentos espectrais (S_{dy}), a partir dos valores das acelerações espectrais (S_a) correspondentes ao espectro de resposta elástica estipulado no EC8-1, e em que

$$S_{ay} = \frac{S_a}{q_\mu}, \quad (7)$$

$$S_{dy} = \mu \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \cdot S_{ay}, \quad (8)$$

com

$$q_\mu = \begin{cases} (\mu-1) \cdot \frac{T}{T_c} + 1, & T \leq T_c, \\ \mu, & T \geq T_c \end{cases}, \quad (9)$$

$$\mu = \begin{cases} (q_u-1) \cdot \frac{T_c}{T^*} + 1, & T^* \leq T_c, \\ q_u, & T^* \geq T_c \end{cases}, \quad (10)$$

$$q_u = \frac{S_{a(T^*)} \cdot \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{F_y^*} \geq 1, \quad (11)$$

$$T^* = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{d_y^* \cdot \sum_{i=1}^N m_i \cdot \phi_i}{F_y^*}} \quad (12)$$

O ponto de desempenho da estrutura (deslocamento alvo) no sistema equivalente, corresponde à interseção do espectro de resposta inelástico com a curva de capacidade, previamente passada para o sistema de coordenadas do sistema equivalente (F^* versus d^*), e com a força dividida pela massa equivalente (F/m_{eq}), e é obtido após algumas iterações para que a convergência ocorra com a precisão desejada, sendo igual a

$$d_t^* = \begin{cases} \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left[(q_u - 1) \cdot \frac{T_c}{T^*} + 1 \right], & T^* \leq T_c, \\ d_{et}^*, & T^* \geq T_c \end{cases} \quad (13)$$

$$d_{et}^* = \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \cdot S_{a(T^*)} \quad (14)$$

O deslocamento alvo do ponto de controlo do sistema dinâmico de vários graus de liberdade será igual a

$$d_t = \Gamma \cdot d_t^* \quad (15)$$

Recorrendo a este tipo de abordagem determinística, para que haja a garantia de que o nível de segurança sísmica inicial é mantido, então é necessário comparar o ponto de desempenho inicial da estrutura com o ponto de desempenho após as intervenções destinadas à sua reabilitação, para os estados limites em causa. Como as intervenções podem alterar a forma da curva de capacidade (designadamente com aumento ou redução da ductilidade da estrutura), poderá não ser suficiente uma mera comparação dos valores dos deslocamentos alvo obtidos em cada uma das situações. Neste contexto, poderá ser mais adequado uma comparação do nível de danos espectável em ambas as situações. Para tal é necessário definir na curva de capacidade quais são os valores correspondentes a cada um dos níveis de danos associados aos estados limites em causa.

Para o efeito, podemos adotar, por exemplo, os cinco graus de dano da EMS-98 [26], e as relações estabelecidas por Lagomarsino e Giovinazzi [27] entre esses graus de dano e a curva idealizada da Figura 3, cujos limites superiores de cada grau correspondem a

$$D_1 = 0.7 \cdot d_y^* \quad (16)$$

$$D_2 = 1.5 \cdot d_y^* \quad (17)$$

$$D_3 = 0.5 \cdot (d_y^* + d_u^*) \quad (18)$$

$$D_4 = d_u^* \quad (19)$$

Na atual versão, o programa EC8spec pode determinar (iterativamente) o ponto de desempenho de uma estrutura de duas formas distintas:

- calcula o valor de d_t para uma qualquer percentagem da ação sísmica do EC8, e o correspondente grau de dano associado;
- determina qual o valor da percentagem da ação sísmica do EC8 que é necessário para que o ponto de desempenho da estrutura corresponda a um dos quatro limites definidos nas Eq. 16 a 19.

Na Figura 4 está ilustrado o cálculo da percentagem da ação sísmica estipulada no EC8 (82.2% neste exemplo) necessária para que uma determinada estrutura de betão

armado (usada como exemplo) atinja o limite superior do grau de dano D_3 (Eq. 18). A curva de capacidade deste exemplo de aplicação foi obtida com o recurso ao programa SeismoStruct.

Obviamente que, no contexto do Decreto-Lei n.º 53/2014 de 8 de abril, caso a estrutura fosse sujeita a obras de reabilitação, após essa intervenção seria necessário garantir que a percentagem da ação, que inicialmente a estrutura resistia, não fosse sujeita a nenhuma diminuição.

Este tipo de verificação terá que ser realizada para duas direções ortogonais do edifício, e para os dois padrões de distribuição de forças estabelecidos no EC8: o "uniforme" e o "modal".

Obviamente que o desejável é que seja garantido um desempenho adequado para 100% do valor da ação sísmica definido na NP EN 1998-1:2010. Contudo, como foi possível averiguar a partir de alguns casos estudados (para Faro), tal poderá não ser economicamente viável no contexto do Algarve, principalmente na zona de barlavento (na zona sísmica 1.1), e em terrenos brandos (como o tipo D), e principalmente em relação às construções de alvenaria tradicional da região.

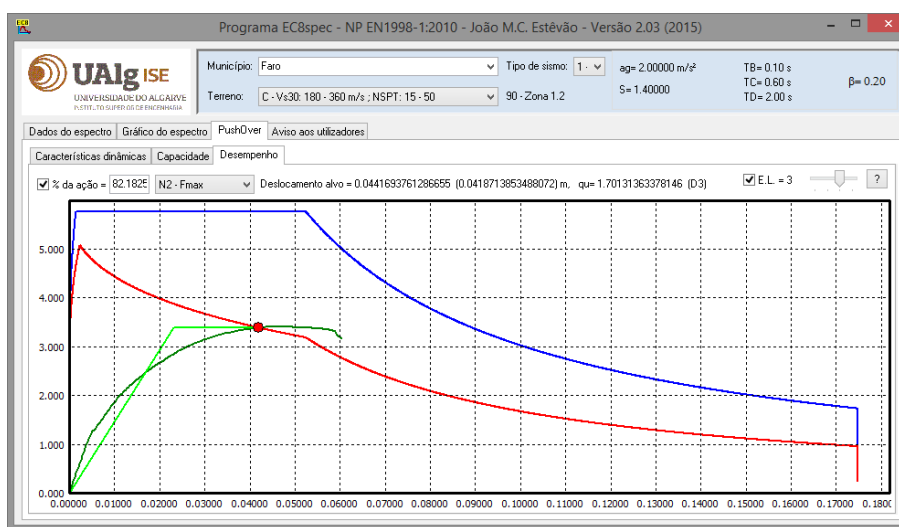


Figura 4: Exemplo da utilização do programa EC8spec para a determinação da percentagem da ação sísmica da NP EN 1998-1:2010 associada ao limite de danos D_3 .

4. CONCLUSÕES

O programa EC8spec é uma ferramenta informática desenvolvida sem fins lucrativos, que na sua versão atual possibilita a determinação do ponto de desempenho global de uma estrutura (cuja curva de capacidade tenha sido previamente obtida com recurso a uma análise "pushover").

O EC8spec possui uma interface gráfica muito simples de usar, de cariz didático, o que permite auxiliar tanto os estudantes de engenharia, como os profissionais do setor.

O facto do programa poder determinar o ponto de desempenho para uma qualquer percentagem da ação definida na norma NP EN 1998-1:2010, facilita o seu uso em problemas práticos de avaliação e reforço de estruturas. O deslocamento alvo obtido pode corresponder a 100% da ação estabelecida no EC8, ou uma outra percentagem qualquer da ação, ou ainda a um valor correspondente a um determinado grau de dano (D_1 a D_4) que não se pretenda ver ultrapassado. Este conhecimento possibilita a minimização das intervenções de reforço estrutural, tendo em conta a segurança sísmica global, o que é especialmente importante na região do Algarve, em face do elevado valor da ação que a NP EN 1998-1:2010 estabelece para a região.

5. REFERÊNCIAS

- [1] IPQ – NP EN 1998-1. *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*, Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, 2010.
- [2] CEN – *Eurocode 8, Design of Structures for Earthquake Resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings. EN 1998-3:2005*, Comité Européen de Normalisation, 2005.
- [3] Pina, C.; Pontífice, P. – "Eurocódigos Estruturais. Ponto de situação em Portugal", Proceedings da BE2008 – Encontro Nacional Betão Estrutural, Guimarães, 2008, p. 69-78.
- [4] Braga, A.M.; Estêvão, J.M.C. – "Os sismos e a construção em taipa no Algarve", Proceedings da 8º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, Universidade de Aveiro, Aveiro, 2010, p. 1-12.
- [5] Cabral, P.; Braga, A.; Estêvão, J.M.C. – "Caracterização mecânica da alvenaria tradicional de pedra do Algarve", Proceedings da 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2014 / 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa, 2014, p. 1-13, CD56.
- [6] Estêvão, J.M.C.; Carreira, A.S. – "Using the new Fibre Contact Element Method for dynamic structural analysis", *Engineering Structures and Technologies*, Vol. 7 (1), 2015, p. 24-38.
- [7] Estêvão, J.M.C.; Oliveira, C.S. – Novo método de análise de estruturas com alvenarias de enchimento, in: 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas / Encontro Nacional Betão Estrutural 2014 / 9º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica, LNEC, Lisboa, 2014, p. 1-15, CD61.
- [8] Estêvão, J.M.C.; Oliveira, C.S. – "A new analysis method for structural failure evaluation", *Engineering Failure Analysis*, Vol. 56, 2015, p. 573-584.
- [9] Estêvão, J.M.C.; Carvalho, A. – "The role of source and site effects on structural failures due to Azores earthquakes", *Engineering Failure Analysis*, Vol. 56, 2015, p. 429-440.
- [10] Estêvão, J.M.C. - *Modelo computacional de avaliação do risco sísmico de edifícios*. M.Sc. Instituto Superior Técnico, UTL, Lisboa, 1998.
- [11] Simões, A.; Milošević, J.; Meireles, H.; Bento, R.; Cattari, S.; Lagomarsino, S. – "Fragility curves for old masonry building types in Lisbon", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 13 (10), 2015, p. 3083-3105.
- [12] Vargas, Y.F.; Pujades, L.G.; Barbat, A.H.; Hurtado, J.E. – "Capacity, fragility and damage in reinforced concrete buildings: a probabilistic approach", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 11 (6), 2013, p. 2007-2032.
- [13] Hancilar, U.; Çaktı, E.; Erdik, M.; Franco, G.E.; Deodatis, G. – "Earthquake vulnerability of school buildings: Probabilistic structural fragility analyses", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 67, 2014, p. 169-178.
- [14] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R.; Sousa, L. – "Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 13 (5), 2014, p. 1455-1490.
- [15] Goulet, C.A.; Haselton, C.B.; Mitrani-Reiser, J.; Beck, J.L.; Deierlein, G.G.; Porter, K.A.; Stewart, J.P. – "Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 36 (13), 2007, p. 1973-1997.
- [16] Franchin, P.; Pinto, P.E.; Rajeev, P. – "Confidence Factor?", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 14 (7), 2010, p. 989-1007.
- [17] Baros, D.K.; Dritsos, S.E. – "A Simplified Procedure to Select a Suitable Retrofit Strategy for Existing RC Buildings Using Pushover Analysis", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 12 (6), 2008, p. 823-848.

- [18] Ghobarah, A.; Aly, N.M.; El-Attar, M. – "Seismic reliability assessment of existing reinforced concrete buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 2 (4), 1998, p. 569-592.
- [19] Repapis, C.; Zeris, C.; Vintzileou, E. – "Evaluation of the seismic performance of existing RC buildings: II. A case study for regular and irregular buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 10 (3), 2006, p. 429-452.
- [20] Estêvão, J.M.C. - *Efeitos da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento*. Ph.D. Instituto Superior Técnico, UTL, Lisboa, Portugal, 2012.
- [21] Romão, X.; Delgado, R.; Guedes, J.; Costa, A. – "A comparative application of different EC8-3 procedures for the seismic safety assessment of existing structures", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8 (1), 2009, p. 91-118.
- [22] Seismosoft – SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, in, <http://www.seismosoft.com>, 2014.
- [23] Fajfar, P. – "Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 28 (9), 1999, p. 979-993.
- [24] Fajfar, P. – "A nonlinear analysis method for performance-based seismic design", *Earthquake Spectra*, Vol. 16 (3), 2000, p. 573-592.
- [25] Fajfar, P.; Gašperšič, P. – "The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 25 (1), 1996, p. 31-46.
- [26] Grünthal, G. – *European Macroseismic Scale 1998. Volume 15.*, Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 1998.
- [27] Lagomarsino, S.; Giovinazzi, S. – "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 4 (4), 2006, p. 415-443.